

論文 鋼材ブロック圧着による新しい柱の曲げ耐力補強工法に関する実験的研究

引寺 隆世^{*1}・楠 浩一^{*2}・田才 晃^{*3}

要旨: 鋼材ブロック圧着と鋼板巻き立て補強の併用による既存 RC 柱に対する曲げ耐力補強の有効性を検証する為、せん断補強筋間隔、鋼板巻き立て及び鋼材ブロック圧着の有無をパラメータとする静的加力実験を行った。試験体はせん断補強筋間隔の違う無補強試験体 2 体と鋼板巻き立てを行った試験体、鋼板巻き立てと鋼材ブロック圧着を併用した試験体の計 4 体とした。実験の結果から鋼材ブロック圧着による曲げ耐力補強の有効性が確認された。

キーワード: RC 柱, 耐震補強, 曲げ耐力, 鋼板巻き立て, 鋼材ブロック, 圧着

1. はじめに

現在、柱の耐震補強方法として、せん断耐力、軸耐力、靱性能を向上させる補強方法は様々な方法があり、多くの方法が既に実現されている¹⁾。

一方、柱の曲げ耐力補強は袖壁の新設による方法等が提案されているが、袖壁補強は施工が容易では無い事、補強後は開口面積が狭くなるなど居住性が低下する事、強度の算定が困難である事、袖壁により梁のせん断スパンが短くなり、梁への入力せん断が増加する事により、柱の曲げ耐力が向上しても梁がせん断破壊型になってしまう場合がある事等の問題点がある。これらの問題点が柱の曲げ耐力補強の一般化を妨げている。

一方、勅使川原らはせん断スパンの調整による既存 RC 柱の破壊性状制御実験²⁾の中で、柱両端部に鋼材ブロックを圧着する事により柱の破壊性状を制御する実験を行った。その結果、鋼材ブロック圧着には柱の水平耐力を向上させる効果がある事が示された。鋼材ブロック圧着を補強に用いると、前述の曲げ耐力補強の問題点を生じさせない新しい曲げ耐力補強が可能であると考えられる。

そこで本研究では、勅使川原らの研究成果を元に、鋼材ブロック圧着を用いた従来の曲げ耐力補強とは違う新しい曲げ耐力補強工法の有効性を実験的に検証する。

2. 実験概要

2. 1 試験体概要

試験体諸元を表-1 及び表-2 に、試験体配筋を図-1 に示す。

試験体は無補強試験体 2 体、鋼板巻き立て補強試験体 1 体、鋼板巻き立て及び鋼材ブロック圧着試験体 1 体の計 3 種 4 体とし、無補強試験体のパラメータはせん断補強筋間隔とした。スケールは実大の 1/3 とし、試験区間

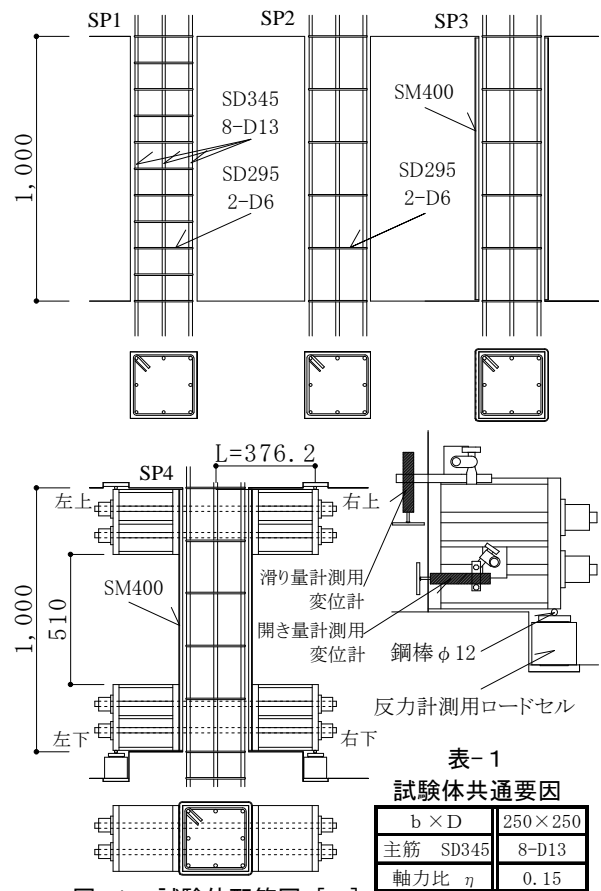


図-1 試験体配筋図 [mm]

表-1 試験体共通要因

b × D	250 × 250
主筋	SD345 8-D13
軸力比 η	0.15

表-2 試験体変動要因

	SP1	SP2	SP3	SP4
せん断補強筋	SD295 2-D6 @100		@200	
鋼板巻き立て	×	×	○	○
鋼材ブロック圧着	×	×	×	○

の柱断面は全試験体共に 250 × 250mm とした。破壊形式は、SP1 及び SP3 は曲げ破壊を、SP2 はせん断破壊を想定した。

*1 横浜国立大学 工学部 建設学科 建築学コース (正会員)

*2 横浜国立大学大学院 工学研究院 准教授 博士(工学) (正会員)

*3 横浜国立大学大学院 工学研究院 教授 博士(工学) (正会員)

SP4は破壊形式として、端部での曲げ破壊、鋼材ブロックとのフェイスでの曲げ破壊及びせん断破壊が考えられるが、本実験では端部での曲げ破壊を想定した。

2. 2 補強方法

(1) 補強概要

SP3及びSP4には既往の軸耐力及びせん断補強の要領¹⁾に従い端部に5[mm]のスリットを設け鋼板巻き立てを行い、SP4にはPC鋼棒（公称径23[mm]）を用い、鋼材ブロック圧着を行った。圧着する鋼材ブロックを図-2に示す。鋼材ブロックは今回の実験で破壊しない強度及び剛性を考慮し設計し、SS400(t=16[mm]及びt=24[mm])を隅肉溶接により接合し制作した。鋼材ブロックは加力方向に対応する柱試験体の両側面の頭部、柱脚部に各4本のPC鋼棒によって圧着した。今回の実験では、鋼材に作用する反力の作用点を明確にする為に鋼材下部にφ12の鋼棒を隅肉溶接により接合し、その部分での集中反力をロードセルにより計測した。

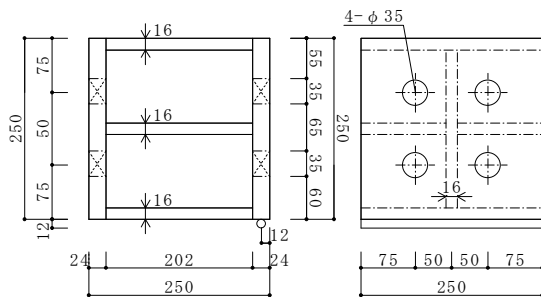


図-2 鋼材ブロック [mm]

(2) 鋼材ブロックによる曲げ戻し効果

鋼材ブロックを圧着した柱に水平力が作用すると、図-3に示す様に鋼材ブロックに鉛直反力が作用し、柱へモーメントが作用する。このモーメントは水平力によるモーメントとは逆向きのモーメントである為、鋼材ブロックを圧着する事により柱への曲げ戻し効果が作用する。

また、本補強工法を柱に設けると、鋼材ブロックより梁にせん断力が付加的に作用するが、地震時に梁に作用

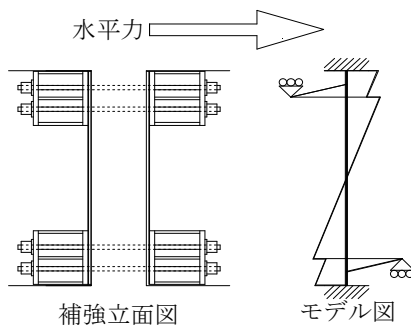


図-3 曲げ戻し効果概要図

するせん断力とは逆向きとなる。その為本補強工法には梁端部に作用するせん断力を低減する効果がある。

2. 3 導入圧着力

鋼材ブロックはPC鋼棒により圧着した。圧着を行う際の導入圧着力は以下の点を考慮し算出した。

鋼材ブロックがせん断力によって滑る事、曲げモーメントによって離間する事を生じさせず、また、PC鋼棒が引張降伏せず、圧着面コンクリートが圧縮破壊せず、確実に曲げ戻し効果を得ることを目標に導入圧着力を設定した。その際、柱の全主筋が引張降伏している状態を仮定し算出した。仮定状態の模式図を図-4に示す。

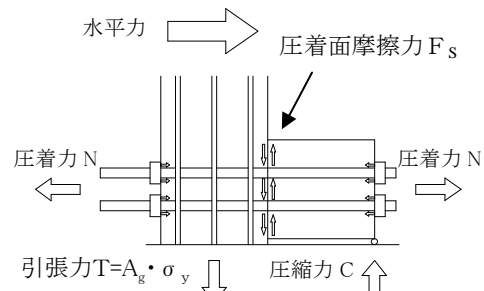


図-4 圧着力計算時の仮定

鋼材ブロック圧着面の最大静止摩擦力及び鋼材離間時のモーメントは圧着力に比例し増大する為、圧着力が大きい方が有利であるが、圧着力が大きくなると圧着部のコンクリートが圧縮降伏する恐れや圧着に用いたPC鋼棒が引張降伏をする恐れがある。

その為、柱部分のコンクリート強度を基準とし圧着力を計算した。通常、コンクリートの長期許容圧縮応力度 f_c は $f_c = \sigma_b / 3 = \text{約 } 8 [\text{N}/\text{mm}^2]$ 程度となる。（ $\sigma_b = 25.0 [\text{N}/\text{mm}^2]$ 材料試験値より）しかし、柱は鋼板により四面から拘束されている為、拘束によるコンクリート強度の向上を見込み、圧着時にコンクリートにかかる圧縮応力度 σ_0 を $(2/3) \times \sigma_b = 16 [\text{N}/\text{mm}^2]$ として計算を行った。計算の結果、本実験での圧着力は1000[kN]となった。

また、加力が進み $C = T = A_g \cdot \sigma_y$ となる前に鋼材ブロックと巻き立て鋼板の圧着面に滑りが生じなければ、圧着面の摩擦力 F_s と導入圧着力 N との間には $F_s = \mu N$ の関係がある為、鋼板と鋼材ブロックとの間の静止摩擦係数 μ は0.366以上であると考えられる。

2. 4 材料特性

材料試験より得た材料特性を表-3に示す。

2. 5 各種計算強度

表-4に材料強度を用いた曲げ終局強度³⁾、荒川min式によるせん断終局強度³⁾及び靱性指針式によるせん断終局強度⁴⁾の一覧を示す。試験体SP4の破壊形式は前述

の通り端部での曲げ破壊を想定しており、本表に記載した曲げ終局強度は端部での終局モーメント計算式に鋼材ブロックによる曲げ戻し効果を考慮し、鋼板の影響は考慮していないものとした。尚、計算で考慮した曲げ戻し効果は想定される最大のもの ($C=T=A_g \sigma_y$ 時) を仮定した。

表-3 各種材料強度

試験体	SP1	SP2	SP3	SP4
圧縮強度 [N/mm ²]	22.5	23.8	24.1	25.0
ヤング係数 [N/mm ²]	2.38×10^4	2.25×10^4	2.29×10^4	2.30×10^4

鋼種	ヤング係数 [N/mm ²]	降伏強度 [N/mm ²]	降伏歪 [%]	引張強度 [N/mm ²]	破断歪 [%]
SD295 D-6	1.89×10^5	347	0.183	511	15.9
SD345 D-13	1.96×10^5	384	0.196	558	18.3
SM 400	1.98×10^5	288	0.145	438	33.1

表-4 試験体各種計算強度

試験体名	せん断耐力	
	Q _{mu} [kN]	Q _{su min} [kN]
SP1	96	98
SP2	99	88
SP3	112	175
SP4	362	225

2.6 加力方法

加力は図-5に示す加力装置を用いて行った。

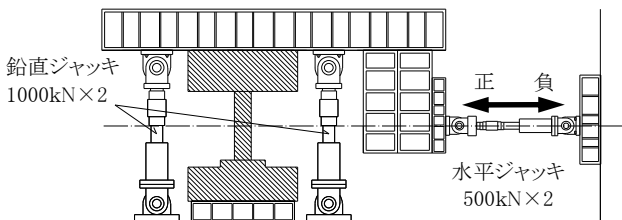


図-5 加力装置図

試験体に定軸力(軸力比 $\eta = 0.15$)を載荷した状態で上下スタブを平行に保ちながら、柱部分に逆対称モーメントを作用させ、正負交番繰り返して荷重とした。まず荷重制御で ± 20 kN を目標とし、その後は変形制御で SP1~3 までは $h=1000$ [mm] を基準高さとした変形角 $R=1/400$ [rad] を 1 サイクル、 $R=\pm 1/200$, $R=\pm 1/100$, $R=\pm 3/200$, $R=\pm 1/50$, $R=\pm 1/25$, $R=\pm 1/20$ [rad] を 2 サイクルずつ行った。SP4 は基準高さを $h=500$ [mm] として $R=1/400(1/800)$ [rad] を 1 サイクル、 $R=\pm 1/200(1/400)$, $R=\pm 1/100(1/200)$, $R=\pm 3/200(3/400)$, $R=\pm 1/50(1/100)$, $R=\pm 3/100(3/400)$, $R=\pm 1/25(1/50)$ を 2 サイクルずつ行った。その後、全試験体において押し切り加力を行った後に加力終了とした。なお、()内は基準高さを $h=1000$ [mm] とした場合の変形角である。

計測項目は、水平荷重、水平変形、鉛直荷重、鉛直変位、全体及び部分の曲げとせん断変形、鉄筋、巻き立て鋼板及び圧着用 PC 鋼棒の歪、鋼材ブロックへの鉛直反力、圧着用 PC 鋼棒の引張力、鋼材ブロックの滑り量及び目開き量とした。

3. 実験結果

3.1 破壊過程

各試験体の水平荷重-水平変形関係を図-6に示す。図中○は主筋引張降伏、×はせん断補強筋引張降伏、□は鋼材ブロックの滑りを表しており、一点鎖線は作用軸力による P- δ 効果を考慮した補正直線である。

SP1 は $R=\pm 1/400$ サイクル中に柱の両端部に曲げひび割れが発生した。 $R=\pm 1/100$ サイクル中に上下両端部の引張側主筋が降伏し、左右の主筋の上下両端部付近から主筋に沿って付着によるひび割れが発生した。加力サイクルが進むに従い曲げ、付着のひび割れは共に進行していった。その後、 $R=\pm 3/200$ サイクルピーク時に最大耐力に達した。最大耐力以降は、せん断補強筋の歪が増加し、 $R=+1/50$ サイクル時のピーク付近でせん断補強筋が引張降伏し、水平耐力の低下が始まった。 $R=\pm 1/50$ サイクル以降は除荷時にも曲げひび割れの残留ひび割れ幅が大きくなり、 $R=\pm 3/100$ サイクル中に柱正面右隅の主筋に沿ってコーナースプリット型の付着破壊が進行し、除荷時にもひび割れは閉じなかった。その後水平耐力の低下が進み、 $R=\pm 3/100$ サイクル以降、耐力は最大耐力の 80% 以下に低下した。 $R=+1/25$ 時に柱正面の両隅のカバーコンクリートが剥落した。その後 $R=+1/17$ まで加力し、そこで加力を終了した。破壊形式は曲げ破壊であった。

SP2 は $R=\pm 1/400$ サイクル中に柱端部に曲げひび割れが発生し、加力サイクルを進める毎にひび割れは進行していき、 $R=+1/100$ サイクル時に正面側の主筋に沿った付着ひび割れが発生した。 $R=+1/100$ サイクルピーク時付近で主筋が左右両端部の主筋が引張降伏し、 $R=-1/100$ サイクル時にはせん断補強筋も引張降伏し、最大耐力に達した。せん断補強筋の降伏後は速やかに水平耐力を喪失していった。最大耐力後、正面左右両隅の主筋に沿った付着ひび割れが進行していき $R=\pm 1/50$ サイクル時の耐力は最大耐力の 80% 以下に低下した。 $R=+1/50$ サイクル時には柱試験体正面右の主筋に沿った付着ひび割れが更に進行し、柱試験体の中央部でコーナースプリット破壊が発生し、 $R=+1/50$ サイクルの 2 サイクル目には柱正面右側のカバーコンクリートが剥落した。その後 $R=-1/25$ サイクル中に柱正面左側のカバーコンクリートも剥落した。その後 $R=+3/50$ まで加力し加力を終了した。破壊形式はせん断破壊であった。

SP3 は、 $R=\pm 1/100$ サイクル中に主筋が引張降伏し、加

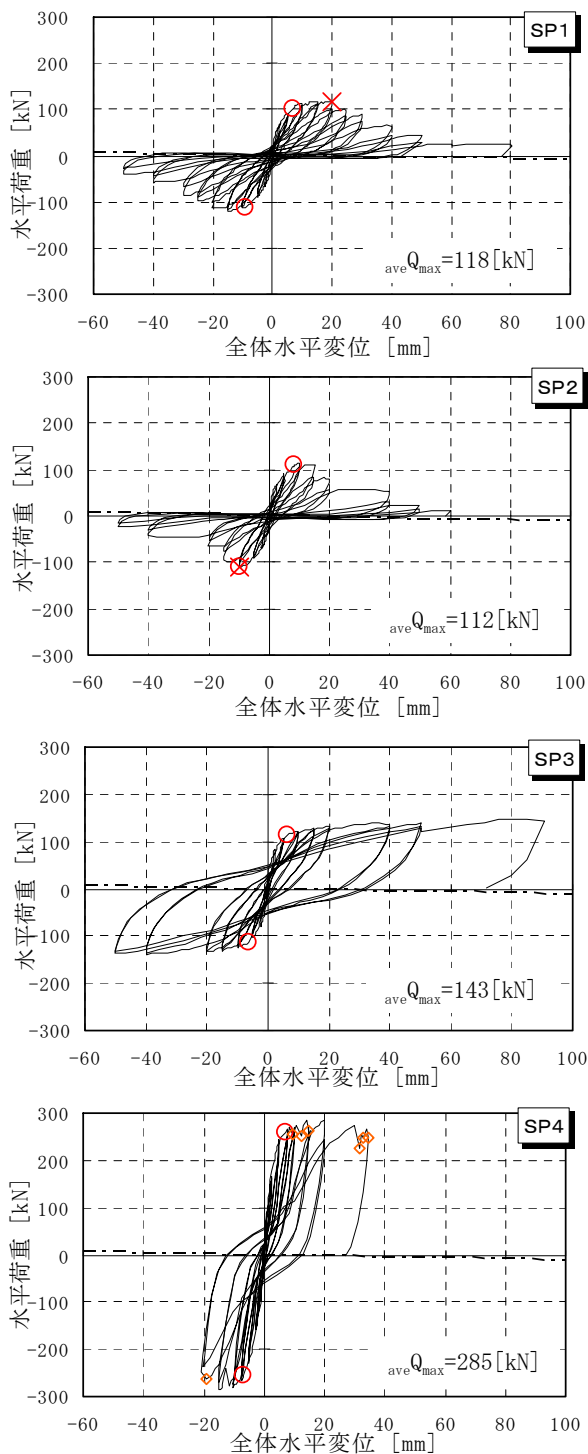


図-6 各試験体荷重-水平関係

力終了まで最大耐力の80%を下回らなかった。水平変位が85mmを越えた後、耐力低下の兆候が見られたが実験装置の都合上そこで押し切り終了とした。また、加力終了までせん断補強筋は引張降伏をしなかった。巻き立て鋼板がせん断補強として有効に作用した為と考えられる。

SP4はR=±3/400サイクル中に主筋が引張降伏した。また、鋼材ブロック圧着による柱端部の曲げ戻し効果により、SP3試験体の2倍程度まで水平耐力が上昇した。

その後、鋼材ブロックと巻き立て鋼板との圧着面への摩擦力が最大静止摩擦力を超えた為、圧着面が滑り始めた。ブロックの滑りの為、鋼材ブロックのPC鋼棒を挿入用の穴の余裕が無くなった事や、鋼材先端部に溶接した丸鋼の溶接が外れた事などから、安全の為加力を終了した。

3.2 鋼材ブロック

図-7にSP4の曲げ戻しモーメント-水平変位関係を示す。試験体SP4では、柱脚部の鋼材ブロックに作用する鉛直反力をロードセルにより計測した。ロードセルの計測値に試験体材軸から鋼材先端反力作用点までの距離を乗じることにより、柱脚部の鋼材ブロック反力による曲げ戻しモーメントを求めた。鋼材ブロックの滑ったステップを□で、引張側主筋の降伏を○で示した。

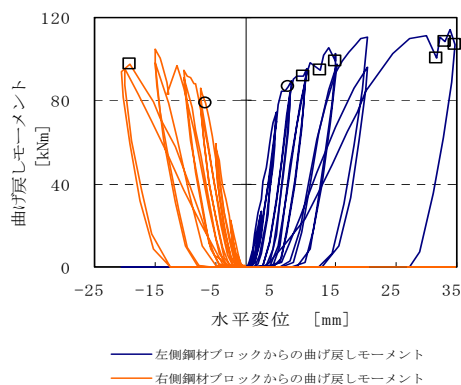


図-7 曲げ戻しモーメント-水平変位関係

主筋降伏前は変位が進むに連れて曲げ戻しモーメントは上昇したが、全主筋の降伏後は曲げ戻しモーメントの上昇は緩やかになった。この事から鋼材ブロックが加力スタブより受ける鉛直力は想定通り柱主筋の負担する引張力に依存すると考えられる。

3.3 PC鋼棒の歪変動

図-8にSP4下端鋼材ブロック圧着用PC鋼棒歪の変動を示す。ブロックに作用する曲げ戻しモーメントの影響により、鋼材ブロックに用いたPC鋼棒の歪は水平変位に応じて変動した。本実験では曲げ戻しモーメントにより圧縮側及び引張側どちらのPC鋼棒の歪度も減少した。歪

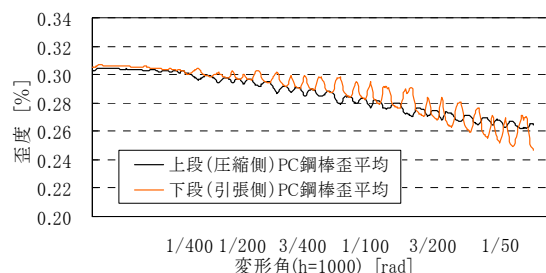


図-8 下部鋼材ブロックPC鋼棒歪度変動

の減少は繰り返しモーメントを受けた為と考えられる。上下鋼材ブロック共に引張を受ける側の方が1サイクル間での変動が大きかった。

3. 4 鋼材ブロックへの鉛直反力及び鋼材ブロックの滑り量, 目開き量

表-5に鋼材ブロック滑り時の水平荷重, 水平変位, 左右ロードセル計測値(圧縮を正とした), 鋼材ブロックの滑り量(滑り前後の差分)の一覧を示す。本実験では鋼材ブロックからの反力が想定した最大値に達する以前に鋼材ブロックに滑りが生じた。圧着面に作用するせん断力, 圧着力及び静止摩擦係数の関係より圧着面の滑り時における静止摩擦係数を求めると 0.249~0.321 程度であった。

表-5 鋼材ブロック滑り時計測値一覧

水平荷重 [kN]	水平変形 [mm]	ロードセル計測値		鋼材ブロック滑り量			
		左側	右側	右上	右下	左上	左下
257	9.53	244	0	0.77	0.00	0.02	0.25
253	12.28	252	0	0.82	-0.03	0.02	0.36
262	14.89	263	0	0.63	-0.01	0.00	0.35
-264	-19.20	0	259	0.01	-0.03	-	-
227	31.64	266	0	1.99	0.21	-	-
248	33.02	289	0	0.34	0.03	-	-
248	34.77	284	0	0.38	0.09	-	-

4. 考察

4. 1 耐力評価

表-6に各試験体の最大耐力, 終局時変位, $v_0=1.0$ とした場合の靱性指針式によるせん断終局強度及び実験値を考慮した曲げ終局強度を示す。

表-6 各試験体実験値及びせん断, 曲げ終局強度計算値一覧

試験体名	補強		実験値		計算値	
	鋼板巻き立て	鋼材ブロック	Q_{max} [kN]	$\delta_{80\%}$ [mm]	$V_{0, v_0=1.0}$ [kN]	Q_{mj} [kN]
SP1	×	×	119	26.43	-	-
SP2	×	×	113	17.09	-	-
SP3	○	×	143	90.89	-	-
SP4	○	○	285	34.77	217	271

SP4は試験体内法高さ $h=510$ [mm]として計算を行った

SP4は靱性指針式によるせん断終局強度を大きく超えてもせん断破壊しなかった。靱性指針式は柱コンクリートのせん断ひび割れ後の圧縮強度の低下を有効強度係数 v_0 により見込んでいるが, 本試験体では鋼板巻き立てを行っているため, コンクリートの圧縮強度の低下が発生しないとして $v_0=1.0$ として計算した。また2.5節で示した曲げ終局モーメントより低い値で曲げ終局状態となった。これは実験では計算時に仮定した程度の曲げ戻し効果が得られておらず, 曲げ戻しモーメントを過大に

評価した為と考えられる。そこで, 実験で計測された鋼材ブロックへの反力を用いて実際に試験体に作用した曲げ戻しモーメントを求め, 実験値を考慮した曲げ終局強度を求めた。

$v_0=1.0$ とした値を超えてもせん断破壊が起らなかった事から, コンクリートを拘束した事により見かけのコンクリート強度が上昇している可能性が考えられる。また, 実験値を考慮した曲げ終局強度は実際の曲げ終局強度と近い値になった。

表-7に計算により求めた初期剛性及び実験結果より求めた初期剛性を示す。SP1は載荷時のトラブルにより初期剛性を計測できなかった。なお, 計算により求めた初期剛性にはせん断剛性を考慮していない。実験結果より, 鋼板巻き立てにより初期剛性は向上したが, 鋼材ブロックを圧着した事によるせん断スパン比の変更により考えられる初期剛性の向上は見られなかった。

表-7 初期剛性一覧

		SP1	SP2	SP3	SP4
初期剛性 [kN/mm]	計算値	93.0	88.0	89.6	196.8
	実験値	-	49.6	77.5	81.5

4. 2. 曲げ耐力の向上機構について

(1) 試験体内部の曲げモーメント分布の推測

図-9に試験体SP3及びSP4の $R=+1/400$ 及び $R=+1/200$ (SP4も基準高さ $h=1000$ [mm]とした場合の変形角で示す)サイクルピーク時のモーメント分布を示す。

実験により計測した柱の主筋の歪度を用いて各計測点における断面の曲率を求め, モーメントを計算した。その際, コンクリートが弾性である事, コンクリート及び主筋には断面の平面保持が成り立っている事を仮定した。SP4は鋼板の負担するモーメントを鋼板の歪度から求め単純累加した。また, 曲げ戻しモーメントの作用点は鋼材ブロック圧着面の中央とした。

SP3では, 柱主筋歪より求めたモーメント分布と柱に作用するせん断力より求めたモーメント分布がほぼ一致するが, SP4では柱主筋歪より求めたモーメント分布とせん断力より求めたモーメント分布に差が生じた。特に柱両端部での差が大きい事より, 柱端部には鋼材ブロックからの曲げ戻しモーメントが作用しており, 柱端部の曲げモーメントが軽減されていると考えられる。

(2) 曲げ耐力向上の要因について

鋼材ブロック圧着による柱の補強後の曲げ耐力は主として柱端部により決まると考えられ, 無補強時の曲げ終局強度に, コンクリートの拘束による強度の上昇, 鋼材ブロックからの曲げ戻しモーメント及び, 鋼板の負担する曲げモーメントを考慮したものになると考えられる。また, 3.2節で示した通り, 曲げ戻しモーメントは主筋降伏

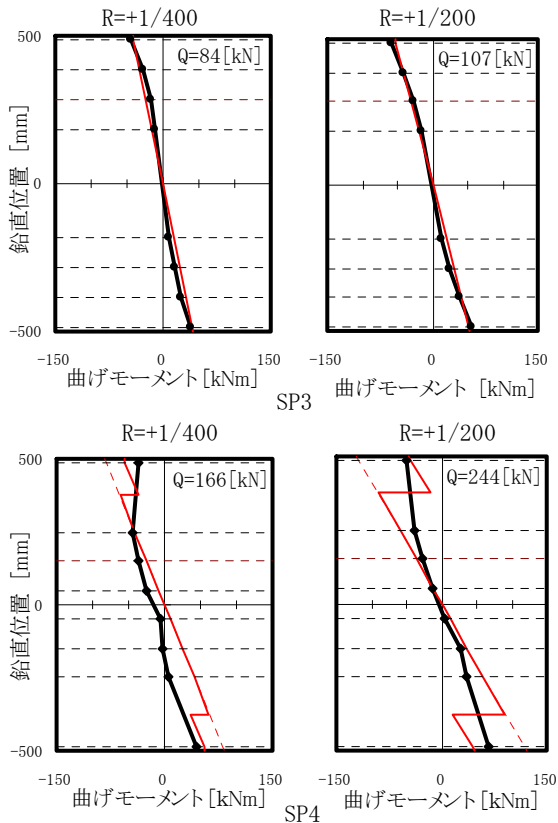


図-9 各試験体水平荷重—水平変位関係

— 主筋歪り導出したモーメント分布
 - - - 水平荷重より求めたモーメント分布

後は目立った上昇はしない事から、鋼材ブロック圧着による曲げ戻し効果は変形が進むに連れて増加するが、試験体端部の主筋全降伏以後は増加しない。この為、鋼材ブロック圧着による補強効果の主要因である曲げ戻し効果は柱主筋量に依存すると考えられる。

4.3 変形性能の評価

表-8に各試験体のF値一覧を示す。

補強後の変形性能を評価する為、靱性指標F値を算定した。式は既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説⁵⁾による以下の式を用いた。

$$F = 1.0 + 0.27 \frac{R_{su} - R_{250}}{R_y - R_{250}} \quad (1)$$

$$F = \frac{\sqrt{2R_{mu} / R_y - 1}}{0.75 \cdot (1 + 0.05R_{mu} / R_y)} \quad \text{かつ } F \leq 3.20 \quad (2)$$

SP2のみせん断柱用の(1)式を用い、その他は曲げ柱用の(2)式を用いた。R_{SU}及びR_{MU}は水平耐力が最大耐力の80%以下となった値としたが、水平耐力が最大耐力の80%以下に低下しなかった試験体は実験終了時の変形角をR_uとして計算した。R_yは柱端部の主筋が引張降伏したサイクルの変形角とした。SP1とSP3の比較により、鋼板巻き立てを施した柱(SP3)はせん断補強筋比が倍の無

表-8 各試験体F値一覧

	SP1	SP2	SP3	SP4
R _u	6/227	2/117	1/11	25/719
R _y	1/100	1/100	1/100	3/200
F値	2.44	1.59	3.20	2.28以上

補強柱(SP1)よりも高い靱性を持つ事がわかる。また、SP2とSP4の比較により、本補強工法を施した試験体SP4は、無補強試験体SP2と比べ靱性能が向上していた事がわかる。

5. まとめ

鋼板巻き立て及び鋼材ブロック圧着をパラメータとする柱試験体に対する静的加力実験を行い、鋼材ブロック圧着による曲げ耐力補強効果について検討した結果、以下のような知見を得た。

- 1) 鋼材ブロック圧着により、最大水平耐力が2倍以上に向上した事から、本補強工法が柱の曲げ耐力補強として有効である。
- 2) 鋼材ブロック圧着では初期剛性は変化しなかった。
- 3) 鋼材ブロック圧着後の柱のせん断耐力は既存の荒川式及び靱性指針式の値よりも大きな値となった。
- 4) 鋼材ブロックからの曲げ戻しモーメントは既存柱断面の主筋の引張耐力に依存し、全主筋の引張降伏後は曲げ戻しモーメントは上昇しない。
- 5) 本補強工法を施した柱の靱性指標F値は無補強試験体より向上した。

謝辞 本研究は国土交通省総合技術開発プロジェクト「高強度鋼等の革新的構造材料を用いた新構造建築物の性能評価手法の開発」耐震性能評価WG(主査 倉本 洋先生 大阪大学教授)の一環として行われた。関係諸氏に感謝の意を表する。また、勅使川原正臣教授(名古屋大学大学院)には有益なご助言を頂いた。

参考文献

- 1) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説 pp.139-170 2001.1
- 2) 渡邊 友雄, 勅使川原 正臣, 菊池 大：せん断スパンの調整による既存RC柱の破壊性状制御実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.29, No.3, pp.1243-1248, 2007
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 pp.119-169 1999
- 4) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建築物の靱性保証型耐震設計指針 pp.142-159
- 5) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断規準・同解説 pp.112-113 2001.1